ارزیابی ریسک روگذری سد تبارک‌آباد بر پایه تحلیل فراوانی یک متغیره و دو متغیره سیلاب★

آتوسا رضازاده عنبرانی [۱]		محمود فغفور مغربی [۲]

چکیده *از میان دلایل مهم شکست سد خاکی روگذری عمده‌ترین دلیل است. در تحلیل شکست سد به علت روگذری تحلیل عدم قطعیت و محاسبه ریسک ضروری است. در این پژوهش کاربرد تحلیل ریسک شکست سد خاکی بر اثر سرریز شدن آب از بدنه سد بر پایه تحلیل فراوانی یک متغیره و دو متغیره سیلاب با استفاده از توزیع لوگ نرمال برای سد خاکی تبارک‌آباد واقع در خراسان رضوی بررسی شده است. نتایج تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب در شش هیدروگراف جریان ورودی و با در نظر گرفتن Q_p-V (ترکیب دبی و حجم سیلاب) برای دورهٔ بازگشت‌های توأم ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال ارائه شده است. ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی تک متغیره سیلاب و برای همهٔ هیدروگراف‌های حاصل از تحلیل فراوانی دو متغیره و شش تراز اولیهٔ آب در مخزن با درنظرگرفتن دبی اوج سیل، تراز اولیه آب و ضریب دبی سرریز به‌عنوان متغیرهای غیرقطعی ارزیابی شده است. برای انجام تحلیل عدم قطعیت از روش شبیه سازی مونت‌کارلو و تکنیک نمونه‌گیری لاتین هایپرکیوب استفاده شده است. نهایتاً، نتایج به‌دست‌آمده با استفاده از هر دو روش تحلیل فراوانی سیلاب یک متغیره و دومتغیره در دورهٔ بازگشت‌های مختلف با هم مقایسه گردید. نتایج نشان داد که ریسک روگذری برآورد شده در همهٔ دورهٔ بازگشت‌ها بر اساس تحلیل فراوانی سیلاب دو متغیره بیشتر از روش تک متغیره بوده که خطرات بیشتری به همراه دارد. همچنین هیدروگراف V1-Q که دارای بیشترین حجم سیلاب بوده، در همهٔ ارتفاع‌ها از ریسک بیشتری نسبت به بقیه هیدروگراف‌ها برخوردار است. در برآورد ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی یک متغیره و دو متغیره، بالارفتن تراز آب در مخزن، نسبت به استفاده از سیلاب‌های با دورهٔ بازگشت طولانی‌تر، منجر به روند افزایش ریسک محسوس‌تری خواهد شد، به‌طوری‌که در ارتفاع ٦٦ متری تراز سطح آب، مقدار ریسک روگذری برای سد بسیار بالا است.*

واژه‌های کلیدی عدم قطعیت، ریسک روگذری، تحلیل فراوانی یک متغیره و دو متغیره سیلاب، شبیه‌سازی مونت‌کارلو، نمونه‌گیری لاتین هایپرکیوب.

Overtopping Risk Evaluation of Tabarak-Abad Dam based on Univariate and Bivariate Flood Frequency Analysis

A. Rezazadeh Anbarani		M. Faghfour Maghrebi

Abstract *Among the most important causes of dam failure, overtopping is the main causes. Analysis of dam failure due to overtopping is essential to calculate the failure risk considering the uncertainties. In this study, the application of risk analysis for earth dam failure due to overtopping based on univariate and bivariate flood frequency analysis has been investigated using log-normal distribution for the Tabarak-Abad earth-fill dam located in Khorasan Razavi province of Iran. Considering $Q_p - V$ combinations (flood peak discharge - flood volume) for the joint return periods of 50, 100 and 200 years, the results of the bivariate flood frequency analysis have been proposed in the form of six inflow hydrographs. The overtopping risk has been evaluated based on the univariate flood frequency analysis for all hydrographs resulted from bivariate frequency analysis with different return periods and six initial depth of water in the reservoir, considering quantile of flood peak discharge, initial depth of water in the reservoir and discharge coefficient of spillway as uncertain variables. Uncertainty analysis is conducted using Monte Carlo simulation method and Latin hypercube sampling technique. Finally, comparison of univariate and bivariate flood frequency analysis within different periods indicates that bivariate flood frequency analysis method resulted in greater estimated overtopping risk values in all return periods which is accompanied with higher degree of risk. Also, the V1-Q hydrograph, which has the highest volume of flood, is associated with a higher risk in all waterlevels in comparison to other hydrographs. Moreover, to evaluate overtopping risk based on univariate and bivariate frequency analyses, the increasing trend of risk values for rising water level in the reservoir is more tangible than that of increasing return periods. So that at the water level of 66 meters, overtopping risk for the dam is very high.*

Key Words Uncertainty, Overtopping risk, Univariate and bivariate flood frequency analysis, Monte Carlo Simulation, Latin Hypercube Sampling.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۸/۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۱/۳۱ می‌باشد.

(۱) دانش‌آموختهٔ کارشناسی ارشد آب و سازه‌های هیدرولیکی، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

(۲) نویسندهٔ مسئول: استاد، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

Email: magherebi@um.ac.ir

مقدمه

در سدها یا سازه‌های کنترل سیلاب برای جلوگیری از هرگونه فروپاشی و یا شکست ناگهانی سازه، باید توجه ویژه‌ای به دبی سیلاب شود. به‌عنوان مثال، با طراحی مناسب سرریز سد و ظرفیت کنترل سیلاب یک مخزن می‌توان ایمنی سد را اطمینان بخشید و از هرگونه مشکلات نامطلوب مانند روگذری جلوگیری کرد. از این‌رو، برآورد دقیق دبی طراحی سیلاب و هیدروگراف جریان برای طراحی سازه‌های هیدرولیکی مورد نیاز است. دبی طراحی سیلاب به‌عنوان حداکثر جریان سیل که یک سازه می‌تواند با اطمینان عبور دهد، تعریف می‌شود [1]. در ارزیابی ریسک سیلاب از آنالیز تک متغیره استفاده می‌شود که تنها متغیر دبی اوج سیلاب مدنظر قرار می‌گیرد اما این روش یک تکنیک خیلی دقیق نیست و موجب دستیابی به اطلاعات محدود در زمینه‌ی ریسک سیلاب می‌گردد، درحالی‌که در برنامه‌ریزی و طراحی‌های هیدرولوژیکی مرتبط با مدیریت سیلاب تنها آگاهی نسبت به متغیر دبی اوج سیلاب کافی نیست و نیاز به اطلاعات و آگاهی در زمینه سایر متغیرهای مهم یعنی تداوم و حجم سیلاب نیز است. برای دسترسی به اطلاعات در زمینه متغیرهای سیلاب با استفاده از تحلیل‌های آماری چند متغیره، نیاز به توابع توزیع تجمعی و توابع چگالی احتمال توأم متغیرهای سیلاب است [۲].

بسیاری از تلاش‌ها برای تحلیل فراوانی دو متغیره و چند متغیره سیلاب با در نظر گرفتن ارتباط بین متغیرهای مختلف سیلاب از جمله دبی اوج، حجم سیلاب و مدت‌زمان سیل انجام شده است. Cunnane [3] و Bobee و Rasmussen [4] مطالعات جامعی درباره‌ی استفاده از تحلیل فراوانی سیلاب تک متغیره ارائه دادند و به این نتیجه رسیدند که تحلیل فراوانی تک متغیره نمی‌تواند ارزیابی دقیقی از پارامترهای سیل ارائه دهد. از این‌رو، باید تحلیل فراوانی دو متغیره یا چند متغیره سیلاب برای مشخص کردن بهتر هیدروگراف جریان با در نظر گرفتن سایر عوامل مهم مانند حجم رواناب و یا مدت‌زمان سیل به کارگرفته شود. Goel و همکاران [5] فراوانی سیلاب سه متغیره را که عبارت‌اند از حجم سیلاب، دبی اوج و تداوم جریان با استفاده از توزیع نرمال تحلیل کردند. Yue [6] از توزیع نرمال دو متغیره برای تحلیل توزیع احتمال همبسته توأم دبی پیک و حجم و توزیع احتمال همبسته توأم حجم و مدت‌زمان سیل استفاده کرد. Yue [7] با استفاده از توزیع لوگ نرمال دو متغیره، روشی برای توزیع احتمال همبسته توأم دبی پیک و حجم و توزیع احتمال همبسته توأم حجم و مدت‌زمان ارائه کرد. همچنین توزیع‌های توأم، توزیع‌های شرطی و دورهٔ بازگشت‌های مرتبط با این متغیرهای تصادفی از توزیع‌های حاشیه‌ای به دست آمد. De Michele و همکاران [8] یک توزیع احتمالی دو متغیره را با استفاده از تابع مفصل و توزیع مقدار حدی تعمیم‌یافته دو متغیره برای دو پارامتر دبی سیل و حجم ارائه کردند. مفصل‌ها توابعی هستند که توزیع‌های چند متغیره را به توزیع‌های حاشیه‌ای یک متغیره پیوند می‌دهند. همچنین، رفتار مخزن با استفاده از تعداد زیادی از هیدروگراف‌های سیل برای بررسی ایمنی هیدرولوژیکی مخازن و کفایت سرریز سد، در نظر گرفته شده بود.

Yanmaz و Gunindi [9] اطمینان‌پذیری روگذری یک سد را با استفاده از تحلیل فراوانی سیلاب دو متغیره ارزیابی کردند. تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب با در نظر گرفتن ترکیب دبی پیک سیلاب و حجم رواناب و برای دورهٔ بازگشت ۱۰۰ سال و با استفاده از توزیع گاما دو متغیره انجام شد. از طریق مطالعهٔ آن‌ها، حداکثر ارتفاع مخزن و ریسک روگذری با انجام احتمالاتی روند یابی مخزن بر اساس روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو تعیین شد. منصوری و همکاران [۱۰] به‌منظور توسعه کاربرد آنالیز ریسک در تحلیل ایمنی سدها، به محاسبهٔ خطر روگذری سد خاکی ونک با در نظر گرفتن عدم قطعیت پارامترهای مؤثر در این پدیده با استفاده از روش‌های شبیه‌سازی مونت‌کارلو و لاتین هایپرکیوب پرداختند. نتایج نشان داد که در نظر گرفتن عدم قطعیت این پارامترها در احتمال شکست سد مؤثر بوده است. همچنین دقت در برآورد بزرگی بی پیک سیلاب نقش بسزایی در کاهش ریسک روگذری سد دارد. درحالی‌که تأثیر تراز اولیه آب بر میزان خطرپذیری سد قابل اغماض

است. بر اساس نتایج آنالیز ریسک، با تلفیق اثر باد و سیل میزان ریسک سد به‌طور محسوسی افزایش می‌یابد. گودرزی و همکاران [11] با استفاده از تحلیل فراوانی سیلاب تک متغیره و توزیع احتمالاتی گامبل لاجستیک دو متغیره برای دورهٔ بازگشت ۱۰۰ سال و با استفاده از شبیه‌سازی مونت-کارلو و لاتین هایپرکیوب، احتمال روگذری سد درودزن در جنوب ایران را بررسی کردند. نتایج نشان داد که ریسک روگذری با افزایش سطح اولیه آب در هر دو روش عدم قطعیت افزایش می‌یابد. ذهبیون و شرافتی [۱۲] ریسک روگذری سد را با درنظرگرفتن عدم قطعیت بارش و سیلاب تحلیل کردند. آنها با استفاده از مدل‌های RPG (Rain Pattern Generator) وHEC1، سیلاب با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های بارش و پارامترهای مدل بارش - رواناب تولید نمودند. همچنین با استفاده از شبیه‌سازی مونت‌کارلو تحلیل ریسک روگذری سد جامیشان در استان کرمانشاه انجام شده که اثرات ابعاد سرریز، ارتفاع سد و تراز نرمال بر ریسک بررسی شده است. نتایج نشان داد که در مقایسه دو عامل هیدرولیکی مؤثر بر سرریز شدن سد، حجم کنترل سیلاب بر ریسک شکست آن تأثیر بیشتری دارد.

سالاری و همکاران [۲] از توابع مفصل برای مدل‌بندی ساختار همبستگی و همچنین برآورد توابع توزیع تجمعی شرطی و نیز دوره‌های بازگشت توأم ترکیب‌های مختلف متغیرهای سیلاب در ایستگاه هیدرومتری اهواز بر روی رودخانه کارون استفاده کردند. آنها همچنین بیان کردند که طرح این سناریوهای متفاوت می‌تواند برای ارزیابی ریسک مرتبط با مسائل هیدرولوژیکی از قبیل طراحی سرریز و کنترل سیلاب مفید باشد. نتایج نشان‌دهندهٔ کارایی و انعطاف‌پذیری کاربرد توابع مفصل در تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب بود.

همان‌طور که گفته شد بیشتر مباحث مطرح شده در زمینه‌ی ریسک روگذری سدها، استفاده از تحلیل فراوانی تک متغیره سیلاب بر اساس دبی اوج برای تولید هیدروگراف ورودی به‌عنوان پارامتر عدم قطعیت بوده است. در این مطالعه، ریسک روگذری و تحلیل عدم قطعیت بر اساس مفهوم فراوانی تک متغیره و دو متغیره سیلاب برای سد تبارک‌آباد واقع در خراسان رضوی ارائه شده است. عوامل اصلی غیرقطعی در تحلیل فراوانی تک متغیره سیلاب عبارت‌اند از: دبی اوج سیل (Q_p)، عمق اولیه آب در مخزن (H_0) و ضریب تخلیه سرریز(C_d) و عوامل غیرقطعی در تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب، عمق اولیه آب در مخزن و ضریب تخلیه سرریز می‌باشند.

توزیع دو متغیره لوگ نرمال

در توزیع لوگ نرمال دومتغیره، تابع چگالی احتمال (PDF: Probability Density Function) لوگ نرمال دو متغیره به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$f(x_1,x_2)=\frac{1}{2\pi x_1 x_2 \sigma_{Y_1}\sigma_{Y_2}\sqrt{1-\rho^2}}\exp\left(-\frac{q}{2}\right)$$

$$(-1<\rho<+1) \qquad (۱)$$

که در آن:

$$q=\frac{1}{1-\rho^2}\left[\left(\frac{\ln(x_1)-\mu_{Y_1}}{\sigma_{Y_1}}\right)^2-2\rho\left(\frac{\ln(x_1)-\mu_{Y_1}}{\sigma_{Y_1}}\right)\left(\frac{\ln(x_2)-\mu_{Y_2}}{\sigma_{Y_2}}\right)+\left(\frac{\ln(x_2)-\mu_{Y_2}}{\sigma_{Y_2}}\right)^2\right]$$

μ_{Y_i} و σ_{Y_i} به ترتیب میانگین و انحراف‌معیار متغیرهای تصادفی در حالت لگاریتمی ($Y_i=\ln X_i$, $i=1,2$) که از فرمول‌های (۲) و (۳) به دست می‌آیند [13]:

$$\sigma_{Y_i}=\left[\ln\left(1+\frac{{\sigma_{X_i}}^2}{{\mu_{X_i}}^2}\right)\right] \qquad (۲)$$

$$\mu_{Y_i}=\ln(\mu_{X_i})-\frac{{\sigma_{Y_i}}^2}{2} \qquad (۳)$$

که در آن‌ها μ_{xi} و σ_{xi} میانگین و انحراف معیار متغیر تصادفی X_i برای $i=1,2$ بوده و ρ برابر با ضریب همبستگی دو متغیر تصادفی Y_1 و Y_2 است که به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\rho=\frac{E\left[\left(Y_1-\mu_{Y_1}\right)\left(Y_2-\mu_2\right)\right]}{\sigma_{Y_1}\sigma_{Y_2}} \qquad (٤)$$

تابع توزیع تجمعی (CDF: Cumulative Distribution Function) توزیع دو متغیره لوگ نرمال $F(X_1,X_2)$، به‌صورت آنالتیک قابل حل نیست و باید به‌صورت انتگرال عددی محاسبه شود. دورهٔ بازگشت برای دو متغیر X_1 و X_2 که به ترتیب با T_{x1} و T_{x2} نشان داده می‌شوند، می‌توان به‌صورت زیر نوشت:

$$T_{x_1} = \frac{1}{1-F(x_1)} (F(x_1) = P[X_1 \le x_1]) \quad (۵)$$

$$T_{x_2} = \frac{1}{1-F(x_2)} (F(x_2) = P[X_2 \le x_2]) \quad (٦)$$

دورهٔ بازگشت توأم به دو حالت "یا" و "و" و دورهٔ بازگشت شرطی با توجه به هدف طراحی تقسیم می‌شوند. محاسبات مربوط به دورهٔ بازگشتی که به "یا" معروف است که در آن یکی از متغیرهای تصادفی X_1 یا X_2 یا هردو از حدود آستانه x_1 یا x_2 بیشتر شوند، که به‌صورت زیر نوشته می‌شود:

$$T_{x_1,x_2} = \frac{1}{1-F(x_1,x_2)} \quad (۷)$$

دورهٔ بازگشتی که به "و" معروف است یکی از متغیرهای تصادفی X_1 و X_2 از حدود آستانه x_1 و x_2بیشتر شوند که به شکل زیر بیان می‌گردد [14]:

$$T_{x_1,x_2} = \frac{1}{1-F_{x_1}(x_1)-F_{x_2}(x_2)-F_{x_1,x_2}(x_1,x_2)} \quad (۸)$$

شرایط انواع دیگر دورهٔ بازگشت دو متغیره توسط Yue [14] و Salvadori و De Michele [8] ارائه شده است. در این پژوهش، نوع "یا" دورهٔ بازگشت توأم در تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب استفاده شده است.

روند یابی مخزن

هدف اصلی از تحلیل پدیده شکست ناشی از سرریز شدن آب از بدنهٔ سد خاکی، تخمین ارتفاع آب در مخزن با توجه به دبی ورودی و مقایسه با ارتفاع تاج است. در این راستا، سیلاب درون مخزن روند یابی می شود که ساده‌ترین فرم آن به‌صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\frac{dV}{dt} = I(t) - Q(t) \quad (۹)$$

که در آن $I(t)$ دبی ورودی به مخزن، $Q(t)$ دبی خروجی از مخزن، V حجم آب در مخزن و t زمان است. می‌توان با حل معادله (۹) با استفاده از روش رانگ-کوتا (Rung-Kutta) مرتبه چهارم، حداکثر ارتفاع آب در مخزن را محاسبه کرد. می‌دانیم:

$$dV = A(H) \times dH \quad (۱۰)$$

که در آن $A(H)$ سطح پلان مخزن در رقوم H است. با جایگزینی معادلهٔ (۱۰) در معادلهٔ پیوستگی (معادله ۹) نتیجه زیر حاصل می‌شود:

$$\frac{dH}{dt} = \frac{I(t)-Q(t)}{A(H)} \quad (۱۱)$$

با در نظر گرفتن رابطه سرریز به‌جای $Q(t)$ حاصل می‌شود:

$$\frac{dH}{dt} = \frac{I(t)-C_d L H^{3/2}}{A(H)} \quad (۱۲)$$

که در آن L به‌عنوان طول تاج و H تراز سطح آب در دریاچه سد نسبت به تراز تاج و Cd ضریب تخلیه سرریز است، همچنین سمت را ست معادلهٔ اخیر تابعی از H و t است؛ بنابراین:

$$\frac{dH}{dt} = f(t,H) \quad (۱۳)$$

حال با استفاده از ضرایب رانگ-کوتا که به صورت زیر هستند و معلوم بودن H_i که ارتفاع آب در مخزن در گام زمانی iام است، می‌توان H_{i+1} مخزن را در گام زمانی $i+1$ به دست آورد:

$$H_{i+1} = H_i + \frac{1}{6}(K_1 + 2K_2 + 2K_3 + K_4) \quad (۱٤)$$

که در آن:

$$K_1 = \Delta t \times f(t_i, H_i)$$

$$K_2 = \Delta t \times f(t_i + \frac{\Delta t}{2}, H_i + \frac{1}{2}K_1)$$

$$K_3 = \Delta t \times f(t_i + \frac{\Delta t}{2}, H_i + \frac{1}{2}K_2)$$

$$K_4 = \Delta t \times f(t_i + \Delta t, H_i + K_3)$$

(۱۵)

با معلوم شدن H_{i+1} مقدار Q_{i+1} از رابطهٔ سرریز محاسبه می شود. به همین ترتیب می‌توان H ها و دبی‌های خروجی را برای گام‌های زمانی بعدی به دست آورد [15]. برای افزایش دقت نتایج و همچنین کاهش اثر غیر قطعی بودن Δt می‌توان فا صله زمانی را کاهش داد. از این‌رو در این مقاله، گام زمانی ۳۰ دقیقه‌ای انتخاب شده است.

مدل‌سازی ریسک سد

شکست یک سیستم زمانی به وقوع می‌پیوندد که سیستم قادر به انجام عملکرد قابل انتظار نبا شد، شکست می‌تواند باری (L) تعریف شود که از مقاومت و یا ظرفیت سیستم (R) فراتر رود. شناسایی بار وارده و مقاومت، اساس آنالیز ریسک بوده و به نوع ساختار هیدرولیکی و فیزیک مسئله بستگی دارد. احتمال شکست به‌صورت $P(L > R)$ تعریف می‌شود [16].

ریسک نیز می‌تواند به شرح زیر نشان داده شود:

$$\alpha = Risk = P(Z < 0) \qquad (۱۶)$$

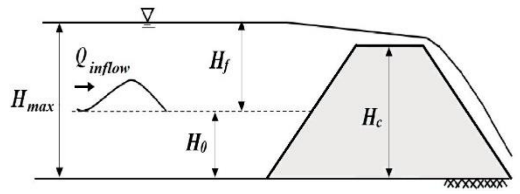
که در آن Z تابع عملکرد است که تابعی از اجزا متغیرهای بار و مقاومت است. این تابع بر اساس تابع توزیع آن می‌تواند اشکال متفاوتی داشته باشد که در زیر آمده است [17]:

$$Z = R - L; Z = \ln\left(\frac{R}{L}\right); Z = \left(\frac{R}{L}\right) - 1 \qquad (۱۷)$$

مدل‌سازی ریسک برای روگذری سیل

روگذری به حالتی گفته می‌شود که بخش خروجی سد قادر به تخلیه آب با سرعت کافی نباشد و سطح آب از ارتفاع تاج سد بالاتر بیاید. در تجزیه‌وتحلیل روگذری، حداکثر ارتفاع آب در مخزن(H_{max}) و ارتفاع سازه‌ای سد(H_c) به ترتیب می‌توانند بار و مقاومت سیستم درنظرگرفته شوند. اگر (H_f) ارتفاع بالاآمده آب مخزن به‌وسیلهٔ نیروی سیل (F)و H_c ارتفاع تاج سد و H_0 ارتفاع سطح اولیهٔ آب مخزن قبل از وقوع F باشد آنگاه روگذری زمانی رخ می‌دهد که $H_f + H_0 > H_c$ شود (شکل ۱) [18]. لذا ریسک روگذری P_fبه‌صورت زیر خواهد بود:

$$P_f = P[H_f + H_0 > H_c] = P[H_f > H_c - H_0] \qquad (۱۸)$$



شکل ۱ نمای شماتیک روگذری سد

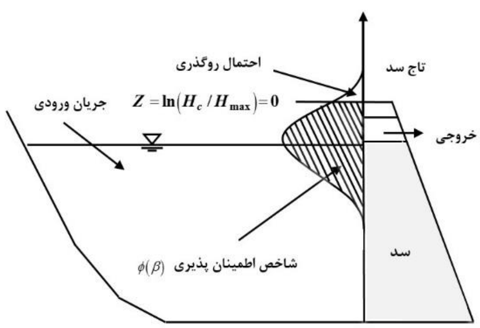
از این‌رو تابع عملکرد به‌صورت زیر نوشته می‌شود:

$$Z_f = \ln\left(\frac{H_c}{H_{max}}\right) \qquad (۱۹)$$

که در آن Z_fتابع عملکرد سیل و H_{max}بالاترین سطح آب در طول یک رویداد سیل، بر اساس روند یابی مخزن محاسبه شده است. در نهایت، ریسک روگذری به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$Risk = 1 - \phi\left(\frac{\mu_z}{\sigma_z}\right) = 1 - \phi(\beta) \qquad (۲۰)$$

که در آن β نشان‌دهندهٔ شاخص اطمینان‌پذیری بوده و به‌عنوان نسبت میانگین تابع عملکرد μ_zبه انحراف معیار استانداردσ_z تعریف می‌شود. همچنین $\varphi(\beta)$ احتمال نرمال تجمعی مربوط به β است (شکل ۲) [18].



شکل ۲ برآورد ریسک روگذری سد [18]

آنالیز عدم قطعیت

هدف از آنالیز عدم قطعیت تعیین ویژگی های آماری خروجی‌های سیستم و یا بررسی اثر عوامل تغییرپذیر در

عکس‌العمل سیستم است. انتخاب روش مناسب آنالیز عدم قطعیت به ماهیت مسئله، اطلاعات در دسترس، پیچیدگی مسئله و نوع نتایج مورد نظر بستگی دارد. متداول‌ترین روش های مورد استفاده برای آنالیز عدم قطعیت در مدل‌های هیدرولیکی و هیدرولوژیکی روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو و روش نمونه‌گیری لاتین هایپرکیوب است.

شبیه‌سازی مونت‌کارلو (Monte Carlo Simulation)

یکی از روش‌های ارزیابی عدم قطعیت و آنالیز ریسک که کاربرد زیادی در علوم مختلف دارد روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو است. فرآیند تولید ورودی‌های تصادفی متعدد برای انجام شبیه سازی‌های متعدد برای تعیین خروجی‌های تصادفی متعدد، شبیه‌سازی مونت‌کارلو (MCS) نامیده می شود. با افزایش قابل توجه در قابلیت‌های کامپیوتری و توسعه تکنیک‌های کاهش واریانس در سال‌های اخیر، استفاده از این روش در زمینه‌های مختلف علمی افزایش یافته است. فرآیند مونت‌کارلو یک شبیه سازی عددی برای برگرداندن متغیرهای آماری بر اساس یک توزیع آماری مشخص است. در این روش بعد از شناسایی متغیرهای غیرقطعی مؤثر در عملکرد سامانه، با توجه به تغییرات طبیعی این متغیرها، یک توزیع احتمالاتی برای هریک در نظر گرفته می‌شود. برای استفاده از هر توزیع احتمالاتی باید پارامترهای آن مشخص شوند. بعد از تعیین پارامترهای توزیع‌های مورد نظر، برای هر متغیر غیرقطعی، در هر تکرار از این روش یک سری اعداد تصادفی برای هریک از متغیرها در سامانه تولید می شود و سامانه با استفاده از هر ترکیب از اعداد تولید شده شبیه‌سازی می‌شود. روند اجرای MCS زمانی به پایان می‌رسد که همگرایی لازم برای خروجی مدل شبیه‌سازی حاصل شده باشد. میزان همگرایی در این روش به تعداد تکرارها و همچنین تعداد متغیرهایی که به‌طور تصادفی تولید می‌شوند، بستگی دارد. به‌طوری‌که هر چه تعداد متغیرها بیشتر باشد، مدل با تکرار بیشتر به جواب همگرا می‌شود. همچنین با افزایش تعداد تکرارها شرایط همگرایی بهبود می‌یابد، ولی تعداد شبیه سازی‌های انجام گرفته در فرآیند تحلیل افزایش می‌یابد و بدین ترتیب مدت‌زمان اجرای فرایند MCS طولانی‌تر می‌شود. از این‌رو، تعیین و انتخاب مقدار مناسب برای تعداد تکرارها به‌منظور دستیابی به همگرایی، یکی از عوامل مهم در اجرای فرآیند MCS محسوب می‌شود [۱۹].

نمونه‌گیری لاتین‌هایپرکیوب (Latin Hypercube Sampling)

برای افزایش دقت خروجی‌های شبیه‌سازی مونت‌کارلو، روش های کاهش واریانس مختلفی وجود دارد که بدون افزایش حجم نمونه این کار را انجام می‌دهد [16].LHS یکی از روش‌های عمده کاهش واریانس است که کارایی پارامترهای آماری خروجی را افزایش می‌دهد. در روش LHS، هنگام نمونه‌گیری از یک تابع n متغیره، تقسیم‌بندی محدوده‌ها با احتمال وقوع 1/n صورت می‌گیرد که البته این محدوده‌ها با یکدیگر همپوشانی ندارند. برای یک توزیع احتمال مطلوب، LHS یک مقدار تصادفی از هریک از محدوده متغیرهای بدون تکرار را استخراج می‌کند. سرعت همگرایی LHS از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو بیشتر است [17]. الگوریتم نمونه‌گیری متغیرهای تصادفی مستقل (k) با استفاده از تکنیک LHS را می‌توان به‌صورت زیر خلاصه کرد:

مرحله ۱: تقسیم‌بندی محدودهٔ متغیرهای ورودی به مقدار n

مرحله ۲: تولید متغیرهای یکنواخت $uk \sim u\,(0,1)$

مرحله ۳: محاسبهٔ P_k از معادلهٔ زیر:

$$P_k = \frac{1}{n}u_k + \left(\frac{k-1}{n}\right) k = 1,2,\dots,n \qquad (۲۱)$$

مرحله ٤: تعیین متغیرهای تصادفی x_k از CDF معکوس به شرح زیر است [20]:

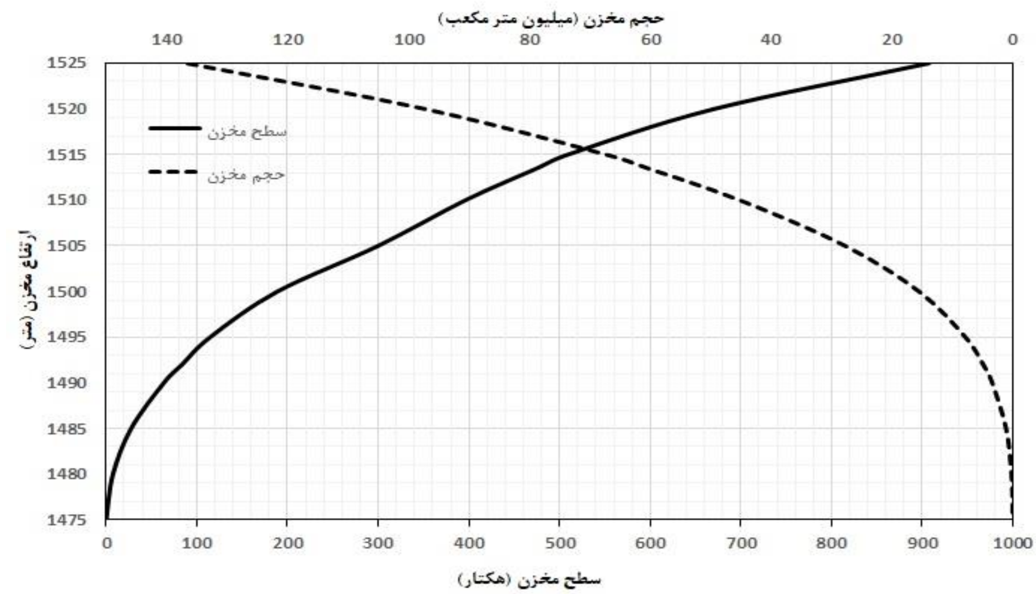
$$x_k = F^{-1}[P_k] \qquad (۲۲)$$

محدوده مورد مطالعه (سد تبارک آباد)

سـد مخزنی خاکی – سـنگ‌ریزه‌ای تبارکآباد در ۲۵ کیلومتری شـمال شـرقی شـهر قوچان در ۱/۵ کیلومتری پایین‌د ست رو ستای تبارک‌آباد که یکی از سر شاخه‌های فرعی رودخانه اترک است، احداث گردیده است. ساختگاه سـد تبارک در مختصـات جغرافیایی $58^o42'30''$ طول شـرقی و $37^o10'30''$ عرض شـمالی، در مجاورت رو ستای تبارک آباد واقع گردیده ا ست. تبارک آباد تأمین و تنظیم آب مورد نیاز را برای ۱٦۵۰ هکتار از اراضـی پایاب و همچنین تأمین قسـمتی از نیاز آب شـرب درازمدت قوچان به میزان ۱۴ میلیون متر مکعب در سال در صورتی‌که تأمین آب شـرب درازمدت شـهر قوچان از منابع آب‌های زیرزمینی و آهکی امکان‌پذیر نباشـد، فراهم می‌کند. در جدول (۱) خلاصه‌ای از مشخصات اصلی سد تبارک‌آباد نشان داده شده است، همچنین شکل (۱) بیانگر منحنی‌های حجم – ارتفاع مخزن سـد و سـطح – ارتفاع مخزن تبارک‌آباد است.

جدول ۱ مشخصات سد تبارک آباد

مشخصات سد	توضیحات	مشخصات سد	توضیحات
نوع سد	خاکی سنگریزه‌ای با هسته رسی	حجم آب قابل تنظیم	۲۷/۵ میلیون مترمکعب
مساحت حوضه	۵٦۰ کیلومتر مربع	حجم مخزن در تراز نرمال	٦۰ میلیون متر مکعب
نام رودخانه	تبارک آباد	حجم مرده	۱۳ میلیون متر مکعب
تراز نرمال از سطح دریا	۱۵۱۳/۵ متر	نوع سرریز	آزاد با تبدیل نوع بادبزنی
تراز تاج	۱۵۲۱/۵ متر از سطح دریا	ظرفیت سرریز	۱۱۰۷ مترمکعب بر ثانیه
عرض تاج	۱۰ متر	طول تاج سرریز	٤۵ متر
طول تاج	۱۹۸ متر	ارتفاع سد	۷٤ متر



شکل ۳ تغییرات سطح و حجم مخزن سد تبارک‌آباد در برابر تراز ارتفاعی

تعیین عوامل عدم قطعیت

از بین عوامل شناسایی شده اثرگذار در رفتار سیستم‌های آبگیری و طغیان سد، پارامترهایی چون دبی ورودی، تراز اولیهٔ آب مخزن، منحنی تراز حجم مخزن سد، ظرفیت سرریز و... می‌توانند مشمول عدم قطعیت‌های گوناگون باشند. پارامترهای غیرقطعی در نظرگرفته شده در این مطالعه عبارت‌اند از:

۱. سیلاب حداکثر با دورهٔ بازگشت‌های مختلف (Q_p): مهم‌ترین دلایل برای انتخاب این پارامتر به‌عنوان متغیر عدم قطعیت خطا در ثبت داده‌ها، فقدان داده و وجود دبی‌های جانبی ورودی به مخزن است. این متغیر تنها در تحلیل فراوانی سیلاب تک متغیره، غیرقطعی در نظرگرفته می‌شود. همچنین با استفاده از تحلیل فراوانی سیل، مقادیر میانگین و انحراف معیار استاندارد دبی اوج برای سیل با دورهٔ بازگشت‌های مختلف با استفاده از نرم‌افزار Hyfran Plus در جدول (۲) ارائه شده است.

برای سیل با دورهٔ بازگشت‌های ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال، حداقل، حداکثر و متوسط هیدروگراف ورودی به مخزن سد تبارک‌آباد به ترتیب در شکل (٤) نشان داده شده است.

جدول ۲ میانگین و انحراف معیار Q_P در دورهٔ بازگشت‌های مختلف

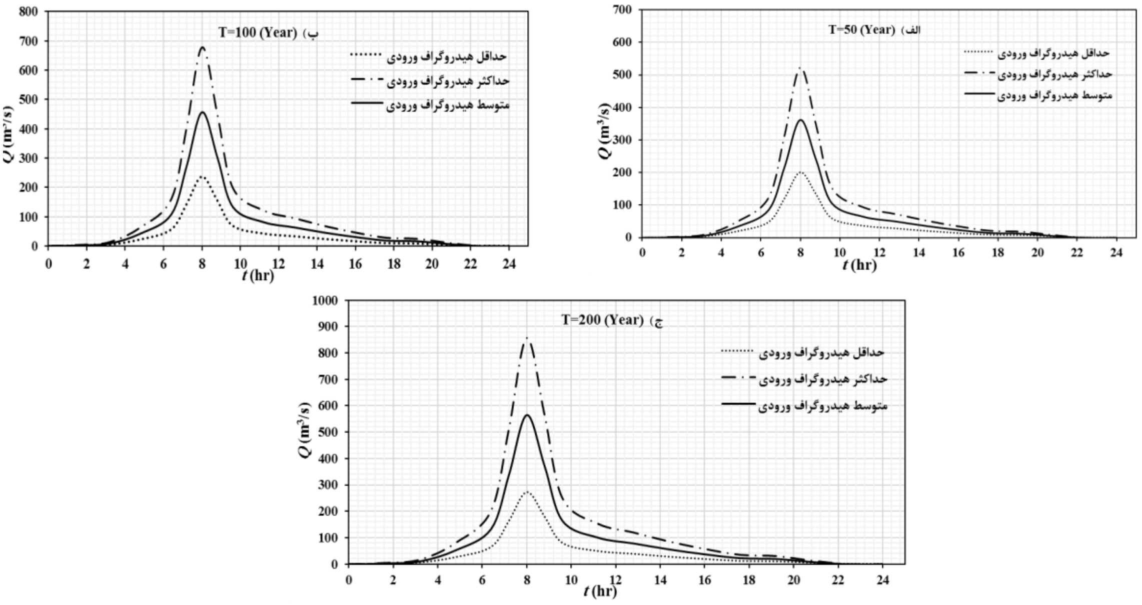
دورهٔ بازگشت (سال)	Q_P (m³/s)	
	میانگین	انحراف معیار
۵۰	۳٦۲/۰٤٤	۸۱/۷٦۸
۱۰۰	٤٥٦/۷۳۸	۱۱۲/۳۰۵
۲۰۰	٥٦٥/۲۹٤	۱٤۹/۲۱٦

۲. تراز اولیهٔ سطح آب (H_0) : متوسط تراز سطح آب در مخزن سد بر اساس سطح آب مشاهده شده و ثبت‌شده در مدت ۱۳ سال (۱۳۸۰–۱۳۹۳) محاسبه شده است. میانگین و انحراف معیار ا ستاندارد عمق آب به ترتیب ٥۰/۱ متر و ۳/۲۸ متر بودند. علاوه بر این، پنج عمق دیگر به‌عنوان عمق اولیه و به‌منظور در نظر گرفتن اثر تغییرات عمق اولیه بر احتمال روگذری فرض شده‌اند (جدول ۳).

جدول ۳ مقادیر حداقل عمق اولیه آب

عمق میانگین (m)	٥۰/۱	٥٤	٥۸	٦۱	٦٤	٦٦

۳. ضریب تخلیه سرریز (C_d): بر ا ساس گزارش‌های فنی سد تبارک آباد میانگین و انحراف معیار ا ستاندارد ضریب تخلیه به ترتیب ۲/۰۸ و ۰/۰٦۹ در نظرگرفته شده است.



شکل ٤ حداقل، حداکثر و متوسط هیدروگراف ورودی برای دورهٔ بازگشت‌های الف) ٥۰، ب) ۱۰۰ و ج) ۲۰۰ سال

مشـخصـات پارامترهای ورودی مانند میانگین (μ)، انحراف‌معیار اسـتاندارد (σ) و تابع توزیع احتمال (PDF) که مناسب برای داده تصادفی غیرقطعی بودند، در جدول (٤) ارائه شده است.

جدول ٤ خصوصیت آماری پارامترهای متغیر

متغیر	نوع	PDF	میانگین	انحراف معیار
H_0 (m)	تصادفی	نرمال	جدول (۳)	۳/۲۸
Q_p (m^3/s)	تصادفی	لوگ نرمال	جدول (۲)	جدول (۲)
C_d	تصادفی	نرمال	۲/۰۸	۰/۰٦۹

تحلیل فراوانی سیلاب

برای تخمین حداکثر دبی سـیل در دورهٔ بازگشـت‌های مختلف در تحلیل فراوانی تک متغیره سـیلاب، توزیع‌های آماری مختلفی بر مقادیر حداکثر سیلاب سالانه برای یک دورهٔ ٤۹ سـاله (از سـال ۱۳٤٤ تا ۱۳۹۲) برازش داده شده است. توزیع‌های مورد استفاده لوگ نرمال، پیرسون تیپ پنج سه پارامتره، لگاریتم پیرسون تیپ III، لوگ نرمال سـه پارامتره، پیرسـون تیپ پنج، گامبل حداکثر، لوگ - لوجستیک و مقداری حدی تعمیم‌یافته هستند.

نتایج آزمون نکویی برازش با اسـتفاده از نرم‌افزار Easy Fit برای انتخاب توزیع مناسب بر اساس آزمون کای مربع در جدول (۵) آمده است. نتیجهٔ آزمون نشان می‌دهد که همهٔ توزیع‌ها برای داده‌های سـیل مطلوب هسـتند و هیچ‌گونـه اختلاف معنـاداری بین توزیع تئوری و توزیع داده‌های تجربی وجود ندارد اما همان‌طور که مشـاهده می‌شـود توزیع لوگ نرمال برای سـیلاب برازش بهتری نسبت به دیگر توزیع‌ها دارد.

تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب نیز با استفاده از توزیع لوگ نرمال صورت گرفت. علت انتخاب توزیع لوگ نرمال دو متغیره این است که مناسب‌ترین توزیع برای متغیر دبی اوج بوده و بر متغیر حجم سیلاب نیز برازش خوبی یافته است. نتایج آزمون نکویی برازش برای پارامتر حجم سیلاب نیز بر اساس آزمون کای مربع در جدول (٦) ارائه شده است.

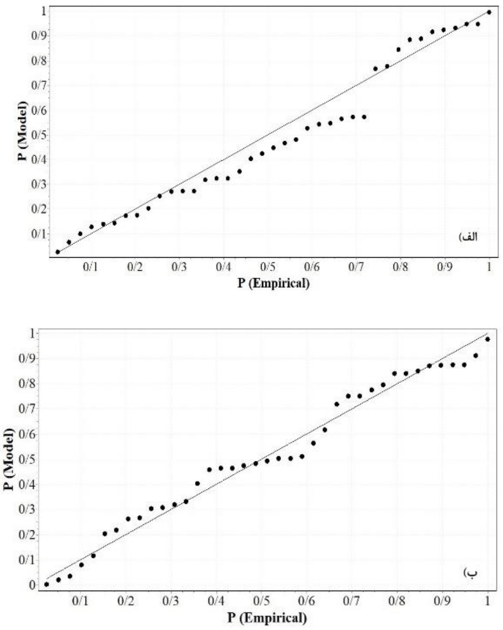
جدول ۵ برازش توزیع‌های مختلف آماری بر حداکثر مقادیر سیلاب سالانه (m^3/s)

توزیع احتمال	آزمون کای مربع			
	مقادیر آماری	مقادیر بحرانی	نتیجه	رتبه
پیرسون تیپ V	۱/۷۰۳۳	۹/٤۸۷	مطلوب	۷
لوگ نرمال	۰/۸۰۵۱	۹/٤۸۷	مطلوب	۱
پیرسون V سه پارامتره	۱/۷۰۱۷	۹/٤۸۷	مطلوب	٦
مقداری حدی تعمیم‌یافته	۰/۸۱۳٤٤	۹/٤۸۷	مطلوب	۲
لوگ - لوجستیک	۰/۸۱۵۳	۹/٤۸۷	مطلوب	۳
لوگ نرمال سه پارامتره	۰/۹٤۸٤	۹/٤۸۷	مطلوب	٤
لگاریتم پیرسون تیپ III	۱/۰٤۹۱	۹/٤۸۷	مطلوب	۵
گامبل حداکثر	۷/۳۳۱۳	۹/٤۸۷	مطلوب	۸

جدول ٦ نتایج آزمون نکویی برازش بر حداکثر مقادیر سیلاب سالانه و حجم سیلاب

متغیر	توزیع لوگ نرمال		
	مقادیر آماری	مقادیر بحرانی	نتیجه
حجم سیلاب (m^3)	۱/۱۵۰۵	۱۱/۰۷۷	مطلوب

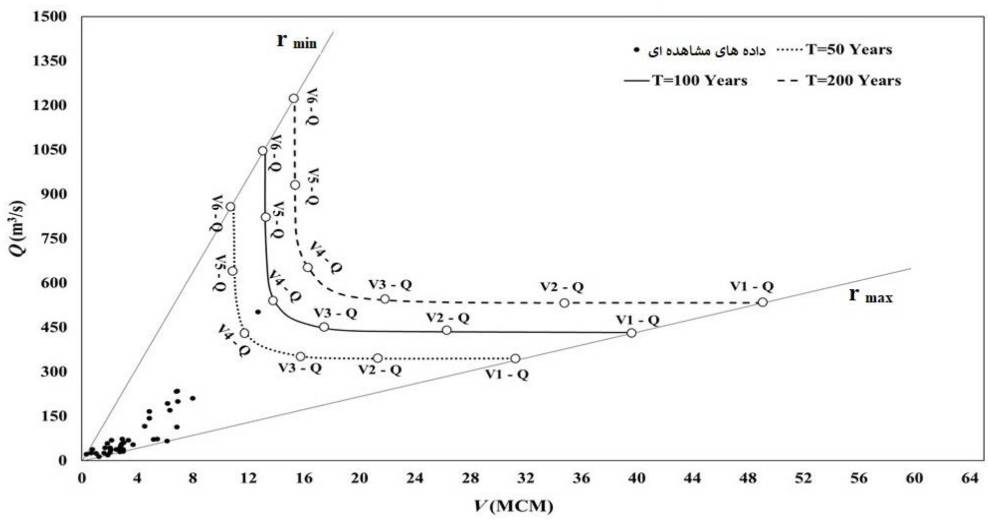
علاوه بر این، شکل (۵) نمودار P-P (– Probability Plot) را بر اساس توزیع احتمال اتخاذشده به ترتیب برای Q_P و V نشان می‌دهد. نمودار P-P نمودار احتمال– احتمال و یا درصد– درصد است. نمودارP-P با استفاده از تابع توزیع تجمعی F(x) ساخته شده است. اگر روند نمودار خطی باشد بدان معنی است که مدل از توزیع در نظرگرفته شده پیروی می‌کند.



شکل ۵ نمایش P-P بر اساس توزیع لوگ نرمال الف) دبی پیک سیلاب ب) حجم سیلاب

تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب

تحلیل‌های توأم بر خلاف تحلیل‌های تک متغیره که تنها یک عدد را به ازای هر دورهٔ بازگشت در اختیار قرار می‌دهند، بازه‌ای از مقادیر را برای هر متغیر به ازای هر دورهٔ بازگشت در اختیار قرار می‌دهند. مجموعه‌ای از دبی اوج و حجم سیلاب با دورهٔ بازگشت توأم محاسبه شده و در شکل (۷) رسم شده است. در این مطالعه از دورهٔ بازگشت توأم "یا" برای دبی اوج و حجم سیلاب استفاده شده است. همان‌طور که در شکل (٦) مشاهده می‌شود، منحنی دورهٔ بازگشت توأم می‌تواند به‌طور جانبی در امتداد محورها گسترش یابد، درحالی‌که بر اساس اهمیت داده‌ها، فرمت متناهی قابل قبول است و باید توسط حدود پایین و بالا محدود شوند. از این‌رو، بر اساس روش پیشنهادی Hable [21]، منحنی‌ها با خطوط عبوری از مبدأ با شیب‌های حداکثر (r_{max}) Q_P/V و حداقل (r_{min}) Q_P/V محدود می‌شوند. همان‌طور که در شکل مشخص است r_{max} و r_{min} که به ترتیب شیب حداکثر و حداقل نامیده می‌شوند، خطوط ماکزیمم و مینیممی هستند که از میان داده‌های مشاهداتی عبور کرده‌اند. برای دورهٔ بازگشت‌های ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال شش نقطه (V1-Q) تا (V6-Q) با مقادیر مشخص حجم و دبی در نظر گرفته‌شده‌اند.



شکل ٦ منحنی دورهٔ بازگشت توأم حجم سیلاب– دبی اوج سیلاب

حال با اســتفاده از روش پیشـــنهادی Aldama و Ramirez [22] هیدروگراف‌های مربوط به آن‌ها با اســتفاده از روابط زیر به دست می‌آیند:

$$Q(t,Q_p,t_p,V) = \begin{cases} Q_p\left[3\left(\frac{t}{t_p}\right)^2 - 2\left(\frac{t}{t_p}\right)^3\right] t \in [0,t_p] \\ Q_p\left[1 - \frac{3(t-t_p)^2}{(2VQ^{-1}-t_p)^2} + \frac{2(t-t_p)^3}{(2VQ^{-1}-t_p)^3}\right] t \in [t_p,t_b] \\ 0 t \in (-\infty,0) \cup (t_b,\infty) \end{cases} \quad (۲۳)$$

در آن t_p و t_b به ترتیب زمان اوج و زمان پایه هیدروگراف بوده که می‌توانند به‌صورت زیر محاسبه شوند [23]:

$$t_p = \frac{2V}{3Q_P} \quad (۲٤)$$

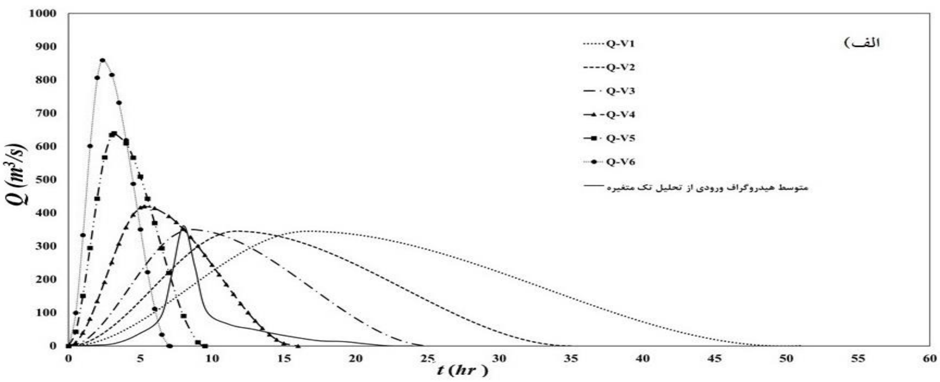
$$t_b = 3t_p \quad (۲۵)$$

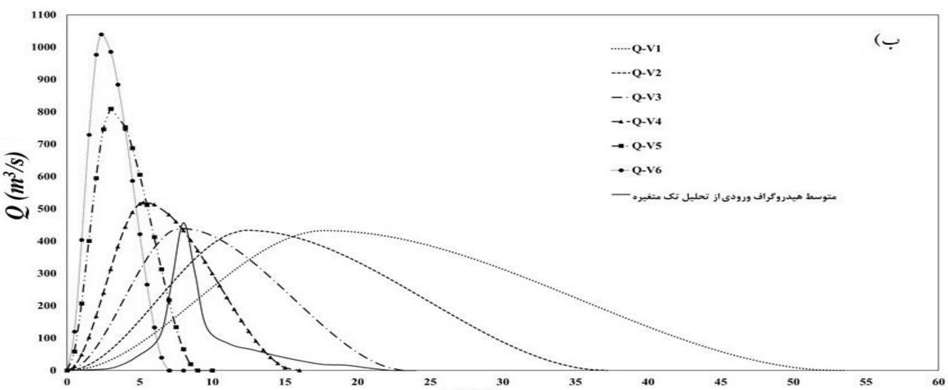
هیدروگراف‌های حاصـــل توســـط معادلات بالا از تحلیـل فراوانی دو متغیره دبی اوج و حجم ســـیلاب به‌دست‌آمده برای دورهٔ بازگشت‌های ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال به ترتیب در شکل (۷) و همچنین جدول (۷) ارائه‌شده‌اند.

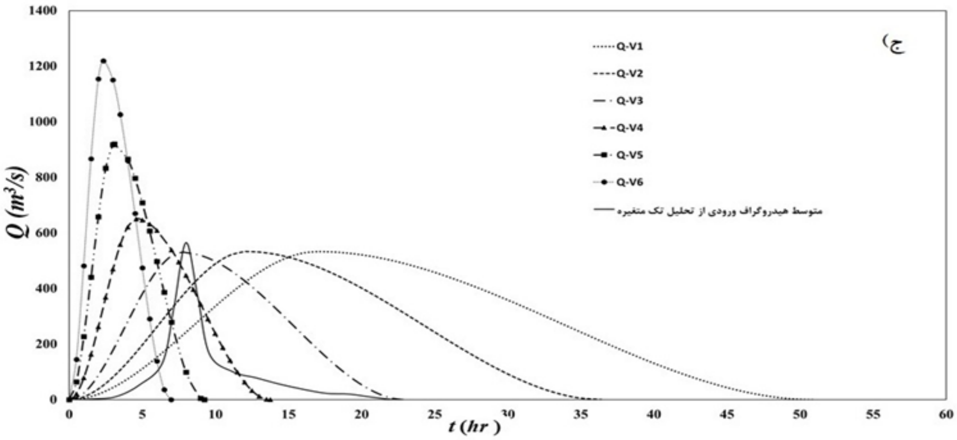
همان‌طور که می‌توان از شکل (۷) مشاهده کرد، تفاوت‌های اصلی میان هیدروگراف‌های V1-Q تا V6-Q در هر دورهٔ بازگشت، در دبی اوج خود و زمان پایه هیدروگراف است. برای مثال، هیدروگراف V1-Q که کمترین دبی اوج با حجم سیل نسبتاً بزرگ است، در نتیجه با زمان پایه طولانی‌تری است، درحالی‌که هیدروگراف V6-Q دارای بالاترین دبی اوج با زمان پایه نسبتاً کوتاه و حجم سیل کمتری است. در بخش زیر، احتمال روگذری برای همه هیدروگراف تولید شده از تحلیل فراوانی سیلاب تک متغیره و دو متغیره و بدترین شرایطی که می‌تواند برای سد تبارک-آباد رخ دهد، ارائه شده است.

جدول ۷ دبی اوج سیلاب و حجم سیلاب بر اساس تحلیل فراوانی دو متغیره

V (MCM)	Q_p (m^3/s)	T (year)
۱۰/۹٤ – ۳۱/۵۷	۳٤۵/۵ – ۸۵٦/٤٤	۵۰
۱۳/۲۱ – ٤۰/۲۲	٤۳۳/۳ – ۱۰۳۸/۹۲	۱۰۰
۱۵/۳۳ – ٤۸/۹٦	۵۳۳/٦ – ۱۲۱۰/۷۳	۲۰۰







شکل ۷ هیدروگراف ورودی بر اساس تحلیل فراوانی تک متغیره و دو متغیره برای دورۀ بازگشت‌های الف) ۵۰، ب)۱۰۰ و ج) ۲۰۰ سال

جدول ۸ ریسک روگذری برای ارتفاع‌های مختلف تراز اولیه سطح آب و دورۀ بازگشت‌های مختلف

دورۀ بازگشت	روش شبیه‌سازی	تراز اولیه سطح آب H_0 (m)					
		۵۰/۱	۵٤	۵۸	٦۱	٦٤	٦٦
۵۰	MCS	$٤/٩٥٣٢\times ١٠^{-١٠}$	$٥/٥١٧٢\times ١٠^{-٨}$	$٥/٢٦٣٢\times ١٠^{-٦}$	$١/٠٧٨٤\times ١٠^{-٤}$	$١/٥٧٦٤\times ١٠^{-٣}$	$١/٠١٠٨\times ١٠^{-٢}$
	LHS	$٨/٢٧٣٩\times ١٠^{-١٠}$	$٧/١٤٧٢\times ١٠^{-٨}$	$٧/١٢٩٤\times ١٠^{-٦}$	$١/٦٣٣٤\times ١٠^{-٤}$	$٢/٠١٧٤\times ١٠^{-٣}$	$١/٤٤٨٣\times ١٠^{-٢}$
۱۰۰	MCS	$٦/٦٩٥١\times ١٠^{-١٠}$	$٦/٥٩٧٣\times ١٠^{-٨}$	$٦/٥٠٩٢\times ١٠^{-٦}$	$١/٤١٦٦\times ١٠^{-٤}$	$٢/١٥٨٩\times ١٠^{-٣}$	$١/٠٦٧٣\times ١٠^{-٢}$
	LHS	$١/١٠٣٨\times ١٠^{-٩}$	$٨/٧٣٩٤\times ١٠^{-٨}$	$٩/٢٩٨٤\times ١٠^{-٦}$	$١/٩٥٦٤\times ١٠^{-٤}$	$٢/٥٨٣٦\times ١٠^{-٣}$	$١/٤٥٧٣\times ١٠^{-٢}$
۲۰۰	MCS	$١/٠٥٤٨\times ١٠^{-٩}$	$٩/٦٢٥٣\times ١٠^{-٨}$	$٨/٩٨٣٦\times ١٠^{-٦}$	$٢/٢٩٥٨\times ١٠^{-٤}$	$٣/١٨٢١\times ١٠^{-٣}$	$١/٣٢٦٤\times ١٠^{-٢}$
	LHS	$١/٨٨٩٤\times ١٠^{-٩}$	$١/٤٦٣٦\times ١٠^{-٧}$	$١/٤٧٤٨\times ١٠^{-٥}$	$٣/٧٥٣٣\times ١٠^{-٤}$	$٤/١٦٩٢\times ١٠^{-٣}$	$١/٨٠٧٢\times ١٠^{-٢}$

ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی یک-متغیره سیلاب

احتمال روگذری در اثر سیلاب با دورۀ بازگشت ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال با در نظر گرفتن سه متغیر غیرقطعی شامل دبی اوج، سطح اولیه آب و ضریب تخلیه سرریز محاسبه شده است. تمام متغیرهای غیرقطعی، مستقل در نظر گرفته شده و برای شبیه‌سازی، روش‌های مونت‌کارلو با حجم نمونه ۲۰۰۰۰ و نمونه‌گیری لاتین هایپرکیوب با حجم نمونه ۱۰۰۰۰ استفاده شده‌اند. ریسک روگذری در دورۀ بازگشت های مختلف و مقادیر مختلف سطوح اولیه آب برای هر دو روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو و لاتین هایپرکیوب در جدول (۸) ارائه شده است. از این جداول می‌توان نتیجه گرفت که با بالا رفتن تراز اولیه سطح آب، مقدار ریسک شکست سد افزایش می‌یابد به‌طوری‌که در حداکثر ارتفاع ٦٦ متر احتمال روگذری بسیار بالاست. همچنین با افزایش دورۀ بازگشت نیز مقدار ریسک افزایش یافته است.

ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب

تحلیل فراوانی سیلاب تک متغیره اغلب بر مقدار اوج سیل تمرکز دارد و یک ارزیابی محدود از سیل فراهم می‌کند. به‌عبارت‌دیگر، این روش یک هیدروگراف واحد ایجاد می کند که تنها یکی از بسیار هیدروگراف‌های ممکن حوضه سد را نشان می‌دهد. از این رو، تحلیل دو متغیره سیلاب برای

ارزیابی توزیع توأم دبی اوج و حجم سیلاب و در نظر گرفتن هیدروگراف جریان بیشتر برای تجزیه‌وتحلیل ریسک و عدم قطعیت به کار گرفته شده است. ریسک روگذری به علت سیل‌های مختلف برای دورهٔ بازگشت‌های ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال در شش سطح اولیه آب، با دو روش عدم قطعیت مونت‌کارلو و لاتین هایپرکیوب بررسی شده و نتایج در جدول (۹) ارائه شده است. ریسک محاسبه شده برای هیدرورگراف‌های $V1-Q$ تا $V6-Q$ دارای روند تغییرات یکسان نیست. به‌عنوان‌مثال در دورهٔ بازگشت ۵۰ سال در روش مونت‌کارلو ریسک محاسبه شده برای هیدروگراف-های $V1-Q$ تا $V5-Q$ در همهٔ ارتفاع‌ها به‌جز ارتفاع ٦٦ متر روند نزولی داشته اما در روش لاتین هایپرکیوب ریسک محاسبه شده تنها برای هیدروگراف‌های $V1-Q$ تا $V3-Q$ روند نزولی داشته است. در نتیجه نمی‌توان قانون کلی برای روند تغییرات ریسک در هر روش در نظر گرفت؛ و به همین ترتیب در دورهٔ بازگشت‌های دیگر نیز روند تغییرات مقدار ریسک در هیدروگراف‌ها متفاوت است. این نکته قابل ذکر است به دلیل اینکه هیدروگراف $V1-Q$ دارای بیشترین حجم سیلاب بوده، در نتیجه در همهٔ ارتفاع‌ها از ریسک بیشتری نسبت به بقیه هیدروگراف‌ها برخوردار است. همچنین همان‌طور که در ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی تک متغیره نیز مشاهده شد در همهٔ دورهٔ بازگشت‌ها با افزایش ارتفاع مقدار ریسک نیز افزایش یافته است و در ارتفاع ٦٦ متر مقدار ریسک روگذری برای سد بسیار بالا است.

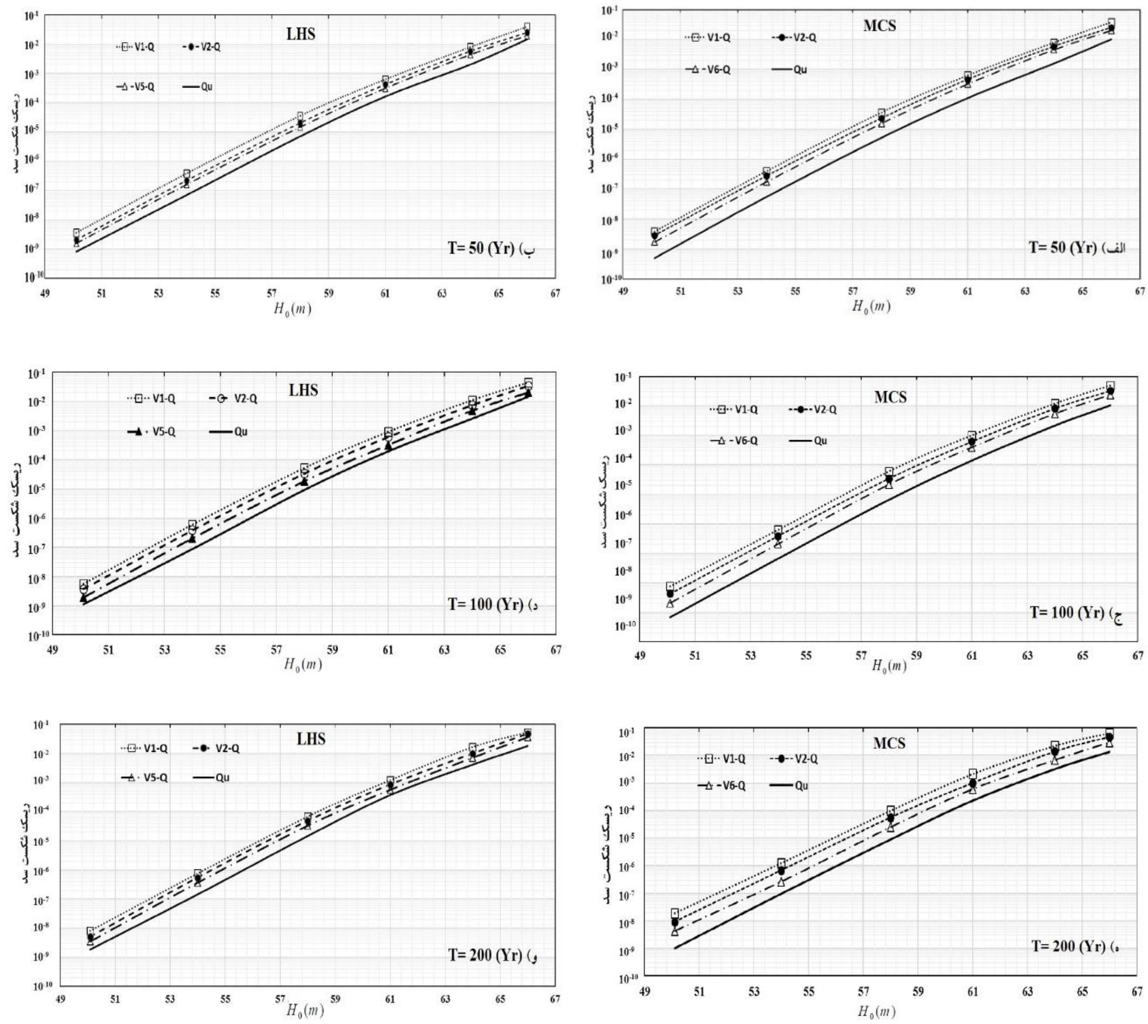
شکل (۸) روند تغییرات ریسک روگذری در مقابل عمق اولیه آب برای دورهٔ بازگشت‌های ۵۰، ۱۰۰ و۲۰۰ سال به ترتیب برای روش مونت‌کارلو برای هیدروگراف جریان تک متغیره(Q_u) و دومتغیره $V1-Q$، $V2-Q$ و$V6-Q$ و لاتین هایپرکیوب برای هیدروگراف جریان تک متغیره (Q_u) و هیدروگراف جریان دو متغیره $V1-Q$، $V2-Q$ و $V5-Q$ نشان می‌دهند. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع آب در مخزن مقدار ریسک افزایش می‌یابد. همچنین هیدروگراف‌های با حجم رواناب بیشتر ($V1-Q$و$V2-Q$) ریسک بیشتری نسبت به دیگر هیدروگراف‌های جریان دارند و خطر سرریز شدن آب از بدنه سد خاکی در این حالت‌ها بیشتر است؛ بنابراین در هر دورهٔ بازگشت مقادیر محاسبه شده ریسک با استفاده از تحلیل فراوانی سیل دو متغیره بیشتر از نتایج تک متغیره است. همچنین با افزایش دورهٔ بازگشت نیز مقدار ریسک افزایش می‌یابد.

شکل (۹) ریسک روگذری هیدروگراف ورودی-V1-Q را برای دورهٔ بازگشت‌های ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال در مقابل ارتفاع اولیه سطح آب به روش مونت‌کارلو نشان می‌دهد. همان‌طور مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع اولیه سطح آب و افزایش حجم سیلاب و دبی ورودی به مخزن، ریسک شکست سد برای هیدروگراف V1-Q افزایش می‌یابد.

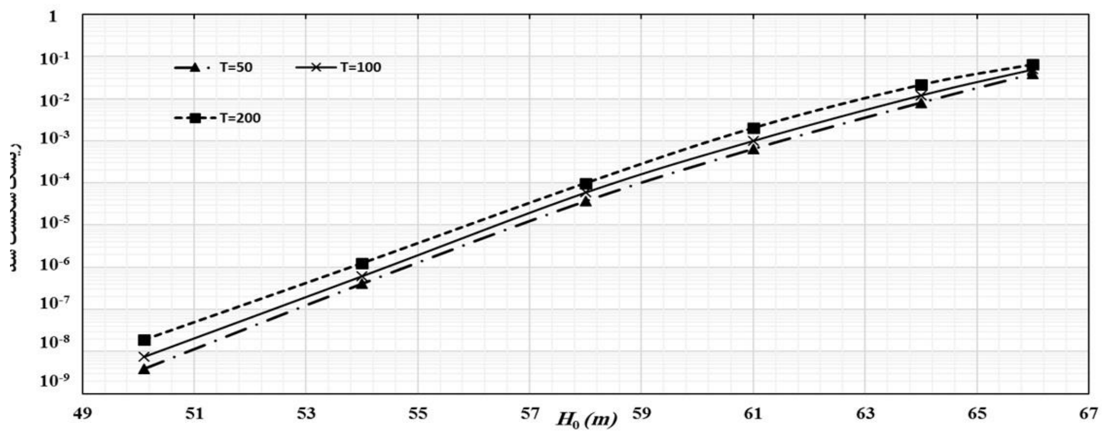
شکل‌های (۱۰) تا (۱۲) هیدروگراف جریان تک متغیره و دو متغیره و ریسک روگذری را به ترتیب برای هیدورگراف جریان V1-Q، V6-Q و V2-Q برای دورهٔ بازگشت ۱۰۰ سال نشان می‌دهد. نمودارهای میله‌ای نشان دهنده مقایسه ریسک روگذری محاسبه شده هیدروگراف سیل ورودی تک متغیره (Q_u) و دو متغیره است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقدار ریسک روگذری در تمام ترازهای اولیه آب با استفاده از تحلیل فراوانی تک متغیره در هر دو روش مونت‌کارلو و لاتین هایپرکیوب کمتر از نتایج حاصل از تحلیل فراوانی دو متغیره است که اهمیت آنالیز دو متغیره سیلاب برای روگذری سد را نشان می‌دهد.

جدول ۹ ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی دو متغیره برای دورهٔ بازگشت‌های مختلف

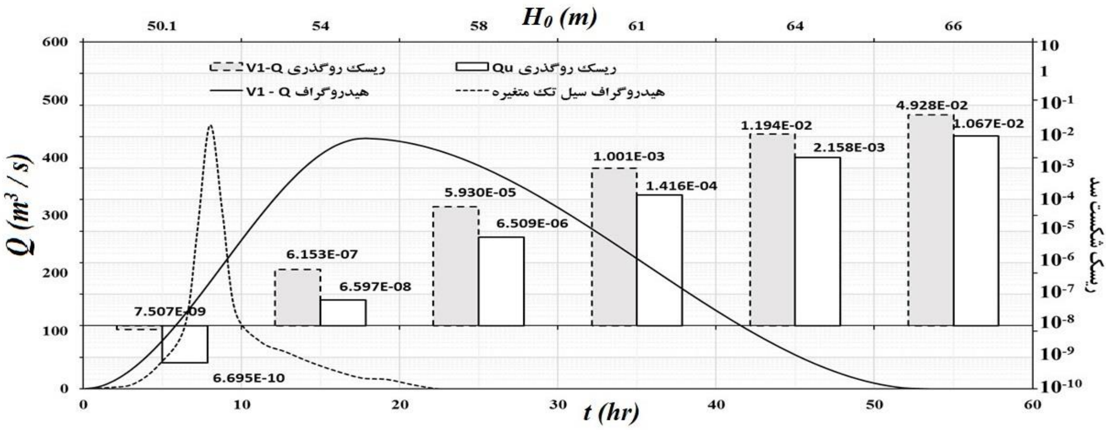
دورهٔ بازگشت		روش شبیه‌سازی	تراز اولیه سطح آب H_0 (m)					
			٥٠/١	٥٤	٥٨	٦١	٦٤	٦٦
T= 50 Years	V1-Q	MCS	$٣/٩٠٧١\times ١٠^{-٩}$	$٤/٠٦٤٤\times ١٠^{-٧}$	$٣/٦٦٨٦\times ١٠^{-٥}$	$٦/٣٥٣٣\times ١٠^{-٤}$	$٧/٩٢٩٨\times ١٠^{-٣}$	$٣/٨٠٧١\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$٣/٥٩١١\times ١٠^{-٩}$	$٣/٨٤٢١\times ١٠^{-٧}$	$٣/٥٦٦٨\times ١٠^{-٥}$	$٦/٢٢٧٠\times ١٠^{-٤}$	$٧/٩٠٩٦\times ١٠^{-٣}$	$٣/٩١٨٢\times ١٠^{-٢}$
	V2-Q	MCS	$٢/٨٩٧٠\times ١٠^{-٩}$	$٢/٧٩٩٥\times ١٠^{-٧}$	$٢/٣٤٢٩\times ١٠^{-٥}$	$٤/٦٣٤٨\times ١٠^{-٤}$	$٥/٨٥٣١\times ١٠^{-٣}$	$٢/٤٩٧٦\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$٢/٠٦٧٧\times ١٠^{-٩}$	$٢/٢٣٣٩\times ١٠^{-٧}$	$٢/٠٢٨٨\times ١٠^{-٥}$	$٤/١٩٧٥\times ١٠^{-٤}$	$٥/٧١٧٠\times ١٠^{-٣}$	$٢/٤٧٣٠\times ١٠^{-٢}$
	V3-Q	MCS	$٢/٢٤٣٩\times ١٠^{-٩}$	$٢/٣٣٠٦\times ١٠^{-٧}$	$١/٩٥٤١\times ١٠^{-٥}$	$٣/٨٧٢٧\times ١٠^{-٤}$	$٥/٢١٤٩\times ١٠^{-٣}$	$٢/٢٥٢٦\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$١/٧٠١١\times ١٠^{-٩}$	$١/٨٣٢٦\times ١٠^{-٧}$	$١/٦٥٦٩\times ١٠^{-٥}$	$٣/٤٨٧١\times ١٠^{-٤}$	$٤/٨٦٤٢\times ١٠^{-٣}$	$٢/١٤٩٣\times ١٠^{-٢}$
	V4-Q	MCS	$١/٩٦١٤\times ١٠^{-٩}$	$١/٩٠٩٣\times ١٠^{-٧}$	$١/٦٧١٦\times ١٠^{-٥}$	$٣/٣٣١٨\times ١٠^{-٤}$	$٤/٥٤٣٣\times ١٠^{-٣}$	$١/٩٩٠٨\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$١/٩١٣٠\times ١٠^{-٩}$	$٢/٠٤٦٨\times ١٠^{-٧}$	$١/٨٣٣٦\times ١٠^{-٥}$	$٣/٧٩٣٩\times ١٠^{-٤}$	$٥/٢١٢٩\times ١٠^{-٣}$	$٢/٢٧٦٣\times ١٠^{-٢}$
	V5-Q	MCS	$١/٦٨٢٧\times ١٠^{-٩}$	$١/٧١٣٣\times ١٠^{-٧}$	$١/٥٤٣٤\times ١٠^{-٥}$	$٣/٢٣٣١\times ١٠^{-٤}$	$٤/٤٨٣٨\times ١٠^{-٣}$	$١/٩٩٤٩\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$١/٥٧٠٠\times ١٠^{-٩}$	$١/٦٢٩٢\times ١٠^{-٧}$	$١/٤٧٧٨\times ١٠^{-٥}$	$٣/١١٢٦\times ١٠^{-٤}$	$٤/٣٨٩٧\times ١٠^{-٣}$	$١/٩٦٠٤\times ١٠^{-٢}$
	V6-Q	MCS	$١/٧٣٨٢\times ١٠^{-٩}$	$١/٧٨٦١\times ١٠^{-٧}$	$١/٥٩٢٦\times ١٠^{-٥}$	$٣/٢٩٦٨\times ١٠^{-٤}$	$٤/٥٧٠٠\times ١٠^{-٣}$	$٢/٠٣٠٨\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$١/٦٧٣٤\times ١٠^{-٩}$	$١/٧٢٢٦\times ١٠^{-٧}$	$١/٥٥٣٠\times ١٠^{-٥}$	$٣/٢٥٢٠\times ١٠^{-٤}$	$٤/٥٥٥٦\times ١٠^{-٣}$	$٢/٠٢٣٧\times ١٠^{-٢}$
T= 100 Years	V1-Q	MCS	$٧/٥٠٧٣\times ١٠^{-٩}$	$٦/١٥٣١\times ١٠^{-٧}$	$٥/٩٣٠٥\times ١٠^{-٥}$	$١/٠٠٠٦\times ١٠^{-٣}$	$١/١٩٤٣\times ١٠^{-٢}$	$٤/٩٢٧٩\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$٥/٦٤٢٦\times ١٠^{-٩}$	$٦/٠٣٠٣\times ١٠^{-٧}$	$٥/٢٠١٨\times ١٠^{-٥}$	$٩/٠٤٠٨\times ١٠^{-٤}$	$١/٠٨٩٨\times ١٠^{-٢}$	$٤/٣٢٥٨\times ١٠^{-٢}$
	V2-Q	MCS	$٤/٢٧٦٧\times ١٠^{-٩}$	$٣/٨٧٨٢\times ١٠^{-٧}$	$٣/٤٣٦٠\times ١٠^{-٥}$	$٦/١٧٣١\times ١٠^{-٤}$	$٨/٢٢٤٥\times ١٠^{-٣}$	$٣/٢٤٣٥\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$٣/٧٦٧٩\times ١٠^{-٩}$	$٣/٨٨٨٥\times ١٠^{-٧}$	$٣/٤٢٦١\times ١٠^{-٥}$	$٦/١٣٠٥\times ١٠^{-٤}$	$٧/٥٤٣٤\times ١٠^{-٣}$	$٣/٥٠٧٣\times ١٠^{-٢}$
	V3-Q	MCS	$٢/٨٧٤٩\times ١٠^{-٩}$	$٢/٨٩٠٨\times ١٠^{-٧}$	$٢/٣٤٦٨\times ١٠^{-٥}$	$٤/٢٣٠١\times ١٠^{-٤}$	$٦/٠١٦٧\times ١٠^{-٣}$	$٢/٤٧٧٦\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$٢/١٣٣٩\times ١٠^{-٩}$	$٢/٢٨٢٧\times ١٠^{-٧}$	$٢/٠٦٤٢\times ١٠^{-٥}$	$٤/٥٣٦٤\times ١٠^{-٤}$	$٥/٧٣٢٩\times ١٠^{-٣}$	$٢/٥٧٦٤\times ١٠^{-٢}$
	V4-Q	MCS	$٢/٢٨٦٩\times ١٠^{-٩}$	$١/٧٢١٥\times ١٠^{-٧}$	$٢/٠٢٨٢\times ١٠^{-٥}$	$٣/٩٩٢٤\times ١٠^{-٤}$	$٤/١٨٠١\times ١٠^{-٣}$	$٢/٠١٩٣\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$١/٩١٨١\times ١٠^{-٩}$	$٢/٠٣٥٥\times ١٠^{-٧}$	$١/٨٧٣٥\times ١٠^{-٥}$	$٣/٢٩٢٩\times ١٠^{-٤}$	$٤/٩٠٦٤\times ١٠^{-٣}$	$٢/١٧٣٩\times ١٠^{-٢}$
	V5-Q	MCS	$١/٤٢٠٩\times ١٠^{-٩}$	$٢/٠٠٤٩\times ١٠^{-٧}$	$١/٥٧١٤\times ١٠^{-٥}$	$٣/٠٩٥٦\times ١٠^{-٤}$	$٥/٠١٤٢\times ١٠^{-٣}$	$٢/٢٦٩٦\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$١/٩٣٨٠\times ١٠^{-٩}$	$٢/٠٦٣٥\times ١٠^{-٧}$	$١/٨٣٢٥\times ١٠^{-٥}$	$٣/٢٦٥٥\times ١٠^{-٤}$	$٤/٨٥٩٥\times ١٠^{-٣}$	$٢/٠٣٥٨\times ١٠^{-٢}$
	V6-Q	MCS	$٢/٠٢٦٧\times ١٠^{-٩}$	$٢/٠٤٥٦\times ١٠^{-٧}$	$٢/١٢٨١\times ١٠^{-٥}$	$٣/٨٥٠٣\times ١٠^{-٤}$	$٥/٣٤٤٦\times ١٠^{-٣}$	$٢/٣٢٥١\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$٢/١٠٠٧\times ١٠^{-٩}$	$٢/١١١٨\times ١٠^{-٧}$	$١/٩٠٢٩\times ١٠^{-٥}$	$٣/٥٥٩٩\times ١٠^{-٤}$	$٥/٠٢١٩\times ١٠^{-٣}$	$٢/٢٤٨٤\times ١٠^{-٢}$
T= 200 Years	V1-Q	MCS	$١/٨٧٣٩\times ١٠^{-٨}$	$١/٢٣٥٩\times ١٠^{-٦}$	$٩/٨٦٠١\times ١٠^{-٥}$	$٢/١٠٨٣\times ١٠^{-٣}$	$٢/٢١٩٦\times ١٠^{-٢}$	$٦/٤٦٥٦\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$٨/٢١٩٠\times ١٠^{-٩}$	$٧/٧١٣٧\times ١٠^{-٧}$	$٦/٩٣٧٩\times ١٠^{-٥}$	$١/٢٣٤٢\times ١٠^{-٣}$	$١/٧٠١٤\times ١٠^{-٢}$	$٥/٤٥١٢\times ١٠^{-٢}$
	V2-Q	MCS	$٩/١٥٦٤\times ١٠^{-٩}$	$٦/٧٨٩١\times ١٠^{-٧}$	$٥/٥٧٨٢\times ١٠^{-٥}$	$٩/٩٦٦٧\times ١٠^{-٤}$	$١/٣٧٨٤\times ١٠^{-٣}$	$٤/٧٠١٢\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$٥/٠٩٦٢\times ١٠^{-٩}$	$٥/٤٧١٥\times ١٠^{-٧}$	$٤/٨٨٥٨\times ١٠^{-٥}$	$٨/٥٥٦٢\times ١٠^{-٤}$	$٩/٩٨٩٠\times ١٠^{-٣}$	$٤/٧٨٣٧\times ١٠^{-٢}$
	V3-Q	MCS	$٥/٢٣٩٦\times ١٠^{-٩}$	$٣/٨٣٧٤\times ١٠^{-٧}$	$٢/٨٣٦٢\times ١٠^{-٥}$	$٦/٤٣٧٤\times ١٠^{-٤}$	$٧/٤٧٨٦\times ١٠^{-٣}$	$٣/٤٥٥٥\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$٣/٧٨٢٦\times ١٠^{-٩}$	$٣/٩٧٦٦\times ١٠^{-٧}$	$٣/٦٣٠٩\times ١٠^{-٥}$	$٦/٢٦٢٣\times ١٠^{-٤}$	$٧/٩٠٥٠\times ١٠^{-٣}$	$٣/٩٠١١\times ١٠^{-٢}$
	V4-Q	MCS	$٥/٣٤٢٤\times ١٠^{-٩}$	$٢/٤٨٥٠\times ١٠^{-٧}$	$٢/١٣٩٨\times ١٠^{-٥}$	$٥/٣٦٥٥\times ١٠^{-٤}$	$٥/٨٥١٧\times ١٠^{-٣}$	$٢/٨٩٨٦\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$٣/٢٨٤٥\times ١٠^{-٩}$	$٣/٤١٤٨\times ١٠^{-٧}$	$٣/١٤٥٨\times ١٠^{-٥}$	$٥/٣٦١٠\times ١٠^{-٤}$	$٦/٨٥٨٦\times ١٠^{-٣}$	$٣/٥١٣٧\times ١٠^{-٢}$
	V5-Q	MCS	$٤/٠٧٥٣\times ١٠^{-٩}$	$٢/٤٤٠٧\times ١٠^{-٧}$	$٢/٤٢٠٥\times ١٠^{-٥}$	$٥/٧١٣٠\times ١٠^{-٤}$	$٦/١٨٠٧\times ١٠^{-٣}$	$٢/٨٠٩٢\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$٣/٤٨٩١\times ١٠^{-٩}$	$٣/٦٠٦٢\times ١٠^{-٧}$	$٣/٢٧٨٣\times ١٠^{-٥}$	$٥/٥٨٩٣\times ١٠^{-٤}$	$٧/٠٩٥٠\times ١٠^{-٣}$	$٣/٦٠١٥\times ١٠^{-٢}$
	V6-Q	MCS	$٤/٢٧٣١\times ١٠^{-٩}$	$٢/٦٣٨٨\times ١٠^{-٧}$	$٢/٤٩٦٦\times ١٠^{-٥}$	$٥/٩٧٢١\times ١٠^{-٤}$	$٦/٧٢١١\times ١٠^{-٣}$	$٢/٩٥١٤\times ١٠^{-٢}$
		LHS	$٢/٧٢٤٦\times ١٠^{-٩}$	$٢/٨٢٣٤\times ١٠^{-٧}$	$٢/٤٤٥٦\times ١٠^{-٥}$	$٦/٨٧٨٧\times ١٠^{-٤}$	$٧/٤١٥٦\times ١٠^{-٣}$	$٣/٧١٢٩\times ١٠^{-٢}$



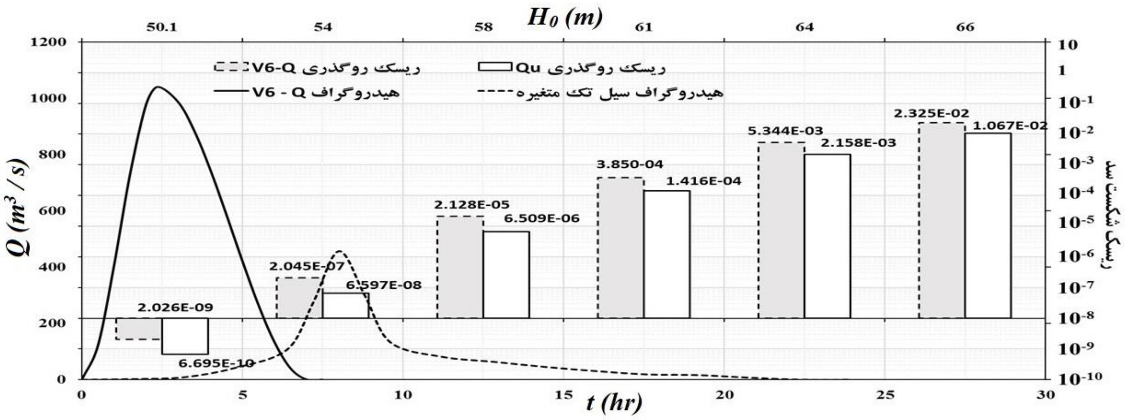
شکل ۸ تغییرات ریسک روگذری در برابر ارتفاع اولیه سطح آب برای دورهٔ بازگشت‌های مختلف



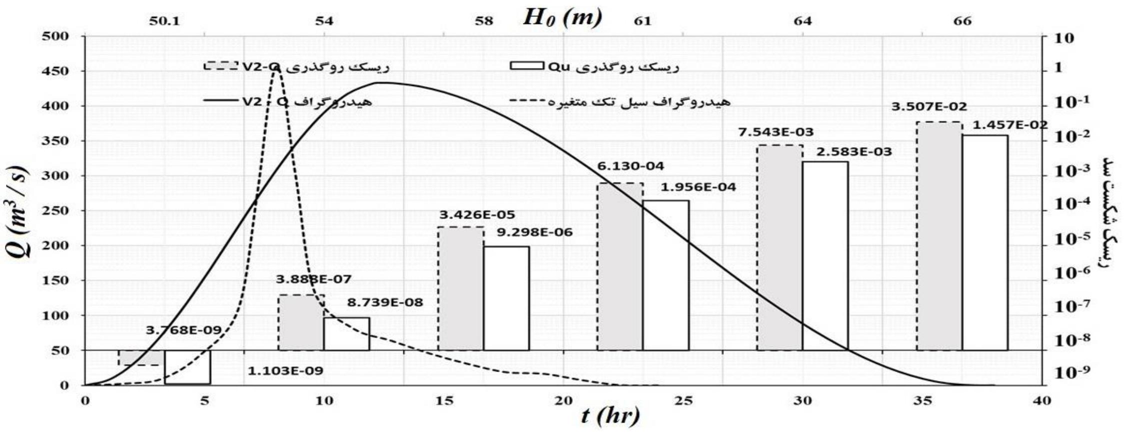
شکل ۹ ریسک شکست سد هیدروگراف جریان V1 − Q برای دورهٔ بازگشت‌های مختلف به روش مونت‌کارلو



شکل ۱۰ ریسک روگذری Q_u و V1-Q بر اساس روش MCS برای دورهٔ بازگشت ۱۰۰ سال



شکل ۱۱ ریسک روگذری Q_u و V6-Q بر اساس روش MCS برای دورهٔ بازگشت ۱۰۰ سال



شکل ۱۲ ریسک روگذری Q_u و V2-Q بر اساس روش LHS برای دورهٔ بازگشت ۱۰۰ سال

بحث و نتیجه‌گیری

این مطالعه ریسک روگذری سد خاکی تبارک‌آباد واقع در خراسان رضوی را بر اساس تحلیل فراوانی سیلاب تک متغیره و دو متغیره با توجه به متغیرهای عدم قطعیت مختلف که شامل دبی پیک سیلاب، تراز اولیه آب در مخزن و ضریب تخلیه سرریز است، ارزیابی کرد. نتایج

ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی تک متغیره نشان می‌دهد که هر دو روش مونت‌کارلو و لاتین هایپرکیوب، از یک روند یکسان پیروی می‌کنند و ریسک شکست سد با بالا رفتن سطح اولیه آب و دبی های ورودی به مخزن افزایش می‌یابد. همچنین مقدار ریسک در ترازهای بالاتر آب بیشتر است.

تحلیل فراوانی دو متغیره سیلاب با استفاده از توزیع لوگ نرمال دو متغیره با در نظر گرفتن شش هیدروگراف ورودی V1-Q تا V6-Q برای دورهٔ بازگشت‌های توأم ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ سال انجام شد. هیدروگراف‌های با حجم رواناب بیشتر (V1-Q و V2-Q) ریسک بیشتری نسبت به دیگر هیدروگراف‌های جریان دارند و حجم سیلاب بیشتر باعث افزایش خطر روگذری می‌شود. نتایج حاصل از روش Yanmaz و Gunindi [9] بر اساس تحلیل فراوانی دومتغیره نیز نشان داد حجم سیلاب کمتر باعث اطمینان‌پذیری روگذری سد است.

همچنین مقادیر محاسبه شده ریسک در تمام ترازهای اولیه آب در هر دو روش مونت‌کارلو و لاتین هایپرکیوب با استفاده از تجزیه‌وتحلیل فراوانی سیل دو متغیره بیشتر از نتایج تک متغیره است. همان‌طور که مشاهده شد در برآورد ریسک روگذری بر اساس تحلیل فراوانی تک متغیره و دو متغیره با بالا رفتن تراز آب در مخزن، به‌مراتب از افزایش بیشتری نسبت به زمانی که سیلاب‌های با دورهٔ بازگشت‌های طولانی‌تر اتفاق می‌افتد، روبرو خواهد بود.

نتایج تحقیق انجام‌شده توسط گودرزی [11] که ریسک روگذری را توسط تحلیل فراوانی دومتغیره با توزیع احتمالاتی گامبل لاجستیک برای دورهٔ بازگشت ۱۰۰ سال محاسبه کرد، نتایج کار حاضر را مورد تائید قرار می‌دهد.

مراجع

1. Goodarzi, E., Shui, L.T, and Ziaei, M., "Risk and uncertainty analysis for dam overtopping–Case study: The Doroudzan Dam, Iran", *Journal of Hydro-environment Research,* Vol. 8, pp. 50-61, (2014).

۲. سالاری، م.، آخوندعلی، ع. م.، ادیب، آ.، و دانشخواه، ع. "*تحلیل فراوانی سیلاب دو متغیره با استفاده از توابع مفصل*"، علوم و مهندسی آبیاری، ۳۷، صص ۲۹–۳۸. (۱۳۹۳).

3. Cunnane, C., "Methods and merits of regional flood frequency analysis", *Journal of Hydrology,* Vol. 100, pp. 269-290, (1988).

4. Bobee, B. and Rasmussen, P., "Statistical analysis of annual flood series", Trends in Hydrology (1). Council of Scientific Research Integration, India, pp. 117-135, (1994).

5. Goel, N., Seth, S. and Chandra, S., "Multivariate modeling of flood flows", *Journal of Hydraulic Engineering,* Vol. 124, pp. 146-155, (1998).

6. Yue, S., "Applying bivariate normal distribution to flood frequency analysis", Water International, Vol. 24, pp. 248-254, (1999).

7. Yue, S., "The bivariate lognormal distribution to model a multivariate flood episode", Hydrological Processes, Vol. 14, pp. 2575-2588, (2000).

8. De Michele, C., Salvadori, G., Canossi, M., Petaccia, A. and Rosso, R., "Bivariate statistical approach to check adequacy of dam spillway", *Journal of Hydrologic Engineering,* Vol. 10, pp. 50-57, (2005).

9. Yanmaz, A. M. and Gunindi, M. E., "Assessment of overtopping reliability and benefits of a flood detention dam", *Canadian Journal of Civil Engineering,* Vol. 35, pp. 1177-1182, (2008).

۱۰. منصــوری، ن.، کبیری ســامانی، ع. "*تحلیل ریســک روگذری ســیل در ســد با در نظرگرفتن عدم قطعیت‌های مختلف به کمک روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو*"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، (۱۳۹۰).

11. Goodarzi, E., Mirzaei, M. and Ziaei, M., "Evaluation of dam overtopping risk based on univariate and bivariate flood frequency analyses", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 39, pp. 374-387, (2012).

۱۲. شرافتی، ا.، ذهبیون، ب. "*تحلیل ریسک روگذری سد با درنظرگرفتن عدم قطعیت‌های هیدرولوژیکی و هیدرولیکی*"، مجله علمی - پژوهشی هیدرولیک، صص ۱۷-۱، (۱۳۹۳).

13. Zhang, L. and Singh, V., "Bivariate flood frequency analysis using the copula method", *Journal of hydrologic engineering*, Vol. 11, pp. 150-164, (2006).

14. Yue, S., "A bivariate gamma distribution for use in multivariate flood frequency analysis", Hydrological Processes, Vol. 15, pp. 1033-1045, (2001).

15. Chongxun, M., Fanggui, L., Mei, Y., Rongyong, M. and Guikai, S., "Risk analysis for earth dam overtopping", Water Science and Engineering, Vol. 1, pp. 76-87, (2008).

16. Tung, Y. K., Yen, B. C. and Melching, C. S., "Hydrosystems engineering reliability assessment and risk analysis", (2006).

17. Singh, V.P., Jain, S.K. and Tyagi, A. "Risk and reliability analysis: a handbook for civil and environmental engineers", American Society of Civil Engineers., (2007).

18. Kuo, J.T., Yen, B.C., Hsu, Y.C. and Lin, H.F. "Risk analysis for dam overtopping—Feitsui reservoir as a case study", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 133, pp. 955-963, (2007).

۱۹. بزرگ حداد، ا. *مقدمه‌ای بر تحلیل عدم قطعیت در سامانه‌های منابع آب*، تهران، انتشارات دانشگاه تهران، (۱۳۹۲).

20. Goodarzi, E., Ziaei, M. and Shui, L.T. "Introduction to risk and uncertainty in hydrosystem engineering", Springer Science & Business Media, (2013).

21. Hable, O., "Multidimensional probabilistic design concept for the estimation of the overtopping probability of dams", Verlag d. Techn. Univ. Graz, (2001).

22. Aldama, A. and Ramirez, A., "A new approach for dam design flood estimation", Proceedings of the IAHR Congress, Graz, Austria, pp. 22-27, (1999).

23. Chow, V.T., " Handbook of applied hydrology: A compendium of water-resources technology", McGraw-Hill, (1964).